



Bases metodológicas para el cálculo de muros entramados de madera con vegetación o muros Krainer

Methodological basis for calculating of log-crib wall or Krainer wall design

A. García-Vega^(*), F. J. Sanz-Ronda^(*), J. F. Fuentes-Pérez^(*), J. Navarro-Hevia^(*), A. Martínez-Rodríguez^(*)

RESUMEN

El presente trabajo establece una serie de criterios para el cálculo de muros entramados de madera con vegetación, popularmente conocidos como muros Krainer. Son obras de bioingeniería empleadas en la consolidación de taludes, que mezclan elementos constructivos inertes con elementos vivos y deben llevar asociado un cálculo de estabilidad. La información existente sobre muros es muy amplia, pero no hay aplicaciones específicas sobre esta técnica. Se propone una metodología basada en la comprobación de tensiones admisibles entre el terreno y los materiales constructivos, comprobando la seguridad frente al deslizamiento, vuelco, resistencia a flexión y comprobación de anclajes y elementos de unión. La bioingeniería debe promoverse frente al uso de técnicas tradicionales (escollera u hormigón), puesto que, además de conseguir la estabilización del terreno y la integración paisajística, supone la conservación y el mantenimiento de la vegetación del entorno. Por ello, resulta necesario establecer unos principios de cálculo para garantizar su correcto funcionamiento.

Palabras clave: Bioingeniería; restauración; muro Krainer; metodología de diseño; estabilidad del terreno.

SUMMARY

The aim of this article is to establish guidelines for the calculation of log-crib walls stability, popularly known like Krainer walls. These structures combine both engineered and biological features and that is the reason why they require stability calculation. The existing information about walls is large but not specific about this technique. It is proposed a method which determines admissible forces between soil and constructive materials. These stability calculations consider security against sliding, overturning stability, resistance to bending and anchorage and union checks. The bioengineering restoration has to be improved against less environmentally sensitive techniques (rock wall or concrete) as it achieves bank stabilization as well as the conservation and maintenance of local vegetation. Thereby, it is necessary to establish calculation criteria to ensure its proper functioning.

Keywords: Bioengineering; restoration; Krainer wall; design methodology; soil stability.

^(*) ETS Ingenierías Agrarias-Universidad de Valladolid, Palencia (España).

Persona de contacto/Corresponding author: ana.garcia.vega@iaf.uva.es (A. García-Vega)

Cómo citar este artículo/Citation: García-Vega, A., Sanz-Ronda, F.J., Fuentes-Pérez, J.F., Navarro-Hevia, J., Martínez-Rodríguez, A. (2014). Bases metodológicas para el cálculo de muros entramados de madera con vegetación o muros Krainer. *Informes de la Construcción*, 66(533): e012, doi: <http://dx.doi.org/10.3989/ic.12.072>.

Licencia/License: Salvo indicación contraria, todos los contenidos de la edición electrónica de *Informes de la Construcción* se distribuyen bajo una licencia de uso y distribución Creative Commons Reconocimiento no Comercial 3.0. España (cc-by-nc).

1. INTRODUCCIÓN

La bioingeniería es una disciplina constructiva que persigue objetivos técnicos, ecológicos, estéticos y económicos, aprovechando los múltiples rendimientos de las plantas y utilizando técnicas de bajo impacto ambiental (1). Dentro de estas técnicas se incluyen los entramados de madera con vegetación o muros Krainer (Figura 1). Éstos combinan elementos constructivos inertes con elementos vegetales vivos, consiguiendo la protección y estabilización de taludes a corto, medio y largo plazo. El muro, construido a base de postes de madera ensamblados alternativamente entre sí, se levanta paralelo al talud y el trasdós se rellena con tierra vegetal y gravas. En los huecos entre los troncos se introducen estaquillas, ramas vivas o plantas adaptadas a las condiciones locales (2).

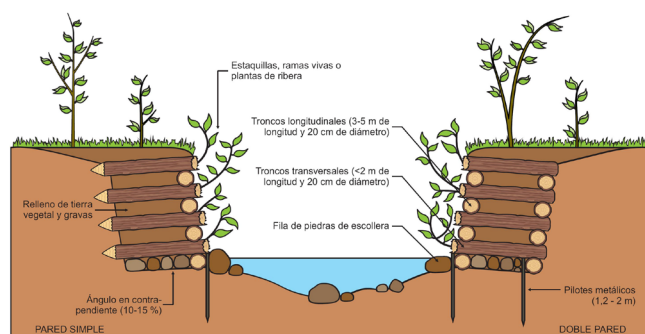


Figura 1. Entramado de troncos con vegetación o muro Krainer (izquierda, a una pared y derecha, a dos paredes).

Estas estructuras se utilizan en la consolidación de taludes de obras civiles como en carreteras y pistas, recuperación de minas, escombreras, vertederos, etc., prestando especial atención a las características del entorno y a la vegetación a emplear. El objetivo último de las técnicas de bioingeniería es el aumento de la complejidad y diversidad de un ecosistema degradado, hasta alcanzar un equilibrio dinámico que garantice la estabilidad y una mejora paisajística del medio (3).

No obstante, su uso más generalizado se ha centrado en la restauración de ríos, persiguiendo la mejora ecológica de los cursos fluviales (tanto del hábitat como de la fauna y flora asociadas). La consolidación del talud tiene como misión fundamental preservar el cauce y las orillas, protegiéndolos contra la erosión, generalmente provocada por desequilibrios en el funcionamiento del río (ausencia de vegetación riparia, presencia de obras hidráulicas, etc.).

Soluciones como ésta frente a las puramente constructivas (escollera, hormigón, etc.) conllevan efectos beneficiosos asociados como proporcionar refugio y alimento para la fauna, servir como corredor ecológico, amortiguación de crecidas, mejora de la calidad del agua y del paisaje, fijación de CO₂, etc. La implantación de vegetación en un talud proporciona una mayor estabilidad al terreno, mejora la estructura del suelo, reduciendo la erosión hídrica y favoreciendo la integración paisajística (4) (5) (6). Por todo ello debe promoverse su uso.

Desde el punto de vista constructivo, los muros Krainer se pueden ejecutar a una o a dos paredes (Figura 1), siendo preferible la primera en situaciones de espacio limitado (7) y la segunda cuando tenga que resistir mayores empujes o salvar una altura superior (8).

El cuerpo principal es un entramado de troncos, de madera muerta (pino, castaño, etc.) o madera viva (chopo, sauce, etc.). Para el caso de carreteras o pistas en las que la disponibilidad de agua sea baja, son aconsejables maderas resistentes (pino o castaño) y de mayor durabilidad. En riberas, se recomiendan las salicáceas del entorno a restaurar ya que, a pesar de ser maderas más livianas y de menor durabilidad, se consigue una mejor revegetación (por su capacidad de rebrote), y mayor adaptación, disminuyendo costes.

Una madera sometida a las condiciones de humedad de una ribera, tiene una durabilidad estructural de 5-10 años en salicáceas y 10-15 en coníferas (9). No obstante, en un plazo breve de tiempo (menos de 5 años en riberas y unos 5-10 en condiciones más xéricas) la vegetación del muro (incluso el propio rebrote del tronco) se habrá desarrollado encargándose de la estabilidad y protección del talud (10), pues su sistema radicular es capaz de soportar tensiones del terreno de hasta 40 N/mm² (6). Alcanzada esta situación, la misión inicial de los troncos es secundaria, resultando conveniente su degradación por motivos estéticos.

Los troncos paralelos al talud tendrán una longitud de 3-5 m, uniéndose entre sí cuando la zona a restaurar sea más larga. Los troncos perpendiculares no superarán los 2 m. El diámetro debe estar entre 10-30 cm (1) para evitar el lavado del material de relleno (11) y que la estructura se deforme o rompa (12). En la variante a una pared, los troncos perpendiculares acabarán en punta para clavarse al fondo del talud (3).

El plano de colocación irá en contrapendiente del 10-15% para mejorar su función de soporte (13). La primera fila de troncos se coloca paralela al talud. La unión entre troncos es machihembrada o encastrada, fijándola con clavos, tirafondos o pernos. Para afianzar más las uniones se pueden utilizar cuerdas o alambres. Los troncos de la base se sujetarán con pilotes metálicos de longitud 1,5-2 m (3). La celda resultante en la base del muro ha de rellenarse con piedras y gravas para evitar que se pierda el material de relleno.

Cuando el entramado actúe como defensa de una ribera (Figura 1), debe colocarse al pie del mismo una fila de piedras de escollera (7) para evitar la erosión de fondo – causa más frecuente de rotura de muros en ríos (14) –. Los muros Krainer soportan grandes tensiones, velocidades y pendientes de taludes (15) (16) por lo que se pueden colocar en zonas donde la incidencia de la corriente tiene mayor potencial erosivo (17) (12) como en la parte exterior de los meandros y en la zona afectada por las crecidas ordinarias (18).

El montaje prosigue con la colocación del plano de troncos perpendicular a la fila anterior. Después de haber realizado uno o dos planos, se rellena la estructura celular con tierra vegetal y gravas –los distintos tipos de materiales evitan el lavado del relleno de la estructura (11)– y se coloca el material vegetal adaptado a la zona –producirá un efecto sellado al cubrir los huecos que quedan entre los troncos (12) y evita que el material de relleno se hunda o que el agua lo arrastre (13)–. En el caso de ríos: estacas vivas con capacidad de rebrote (sauces, chopos, etc.) y/o plantas enraizadas (alisos, fresnos, etc.) en contacto con la humedad freática y de longitud suficiente para cubrir la estructura de madera. Se realizan los planos sucesivos hasta llegar a la altura establecida sin sobrepasar los 4 m de altura (2) y con una pendiente del frente

del entramado no superior a 80° para permitir el crecimiento de las plantas (2).

La importancia de esta técnica radica en que, a medio plazo, todo el sistema queda reforzado por vegetación, siendo el sistema radical de las plantas el elemento estabilizador del terreno. En este sentido, resulta una técnica más integrada y duradera que los métodos estrictamente estructurales (escollera u hormigón).

Por último, hay que destacar que la información sobre estabilidad de muros es muy amplia, pero no específica sobre muros Krainer, limitándose a exponer detalles constructivos y que su cálculo es similar al de un muro de hormigón o de tierra reforzada, sin describir las particularidades de la técnica. Con este trabajo, se desarrollan unas directrices de cálculo para poder asegurar la estabilidad y resistencia de los muros Krainer.

2. BASES DE CÁLCULO

Un muro Krainer puede considerarse como un muro de contención de gravedad (7) (12) (13) (19), pues se emplea para la sujeción de tierras inestables, siendo el efecto estabilizador su propio peso.

La base de cálculo se centra en la comprobación de las tensiones admisibles, considerando la colaboración conjunta del muro ante acciones horizontales y verticales. Las comprobaciones de trabajo propuestas son: seguridad frente al deslizamiento y estabilidad frente al vuelco –comprobaciones mínimas propuestas por las directrices (19) (20) (21)– además de la resistencia a flexión, presión admisible del terreno, cálculo de los anclajes y de los elementos de unión –comprobaciones de seguridad a mayores según el Código Técnico de la Edificación (CTE)–.

Los dos tipos de muros (Figura 1) se calculan de la misma forma, teniendo en cuenta que a una pared, al ir clavados en

el fondo del talud, funcionarán como anclajes, absorbiendo pequeños esfuerzos horizontales.

2.1. Cálculo del empuje de las tierras

Las teorías más frecuentemente utilizadas para el cálculo de los empujes del terreno en muros de contención de gravedad son la de Rankine y Coulomb (22). La primera sólo es aplicable en casos concretos, pues presupone ciertas hipótesis no siempre asumibles (suelo homogéneo e isotrópico, superficie de rotura plana, superficie posterior del muro vertical, no existe fricción entre el suelo y el trasdós del muro). Por tanto, se recomienda la teoría de Coulomb, ya que considera las fuerzas de rozamiento entre el trasdós del muro y el terreno. Independientemente del método de evaluación de fuerzas, éste sólo afectará a la magnitud y línea de acción de la presión resultante del terreno, es decir, al empuje activo (19) (el ejercido por la tierra que es sostenida por el muro) pues el empuje pasivo (el producido por un terreno que absorbe la acción producida por la estructura) sólo aparece cuando el muro ha sufrido un pequeño corrimiento y no afecta a la estabilidad de la estructura (23).

El empuje activo [1] por unidad de longitud del muro (Figura 2, izquierda) será:

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma \cdot H^2 \quad [1]$$

$$K_a = \left[\frac{\frac{1}{\sin \beta} \cdot \sin(\beta - \varphi)}{\sqrt{\sin(\beta + \delta)} + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - i)}{\sin(\beta - i)}}} \right]^2 \quad [2]$$

Donde:

E_a = empuje activo (kN/m)

K_a = coeficiente del empuje activo (adimensional) [2]

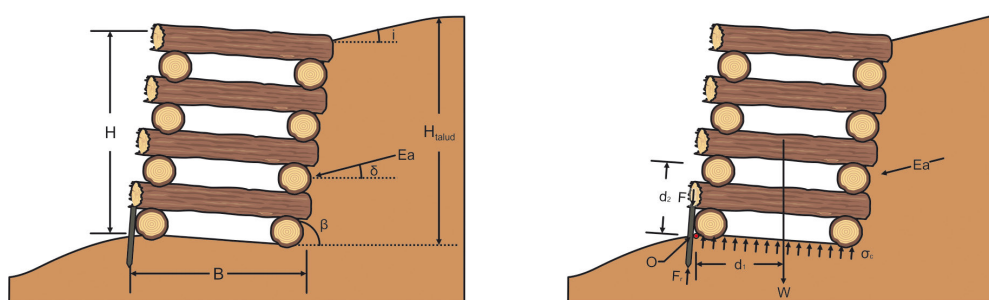


Figura 2. Izquierda: Distribución de esfuerzos y variables de cálculo del empuje activo. Derecha: Variables de cálculo de los coeficientes de seguridad.

Tabla 1.

Valores orientativos de las propiedades básicas en los suelos (20).

Tipo de suelo		γ (kN/m ³)	φ
Terreno natural	Grava	19-22	34°-45°
	Arena	17-20	30°-36°
	Limo	17-20	25°-32°
	Arcilla	15-22	16°- 28°
Rellenos	Tierra vegetal	17	25°
	Terraplén	17	30°
	Pedraplén	18	40°

γ = peso específico del terreno (kN/m³) (Tabla 1) $\rightarrow \gamma = \rho \cdot g$
 ρ = densidad del terreno (t/m³)
 g = gravedad (m/s²)
 H = altura del muro (m)
 β = ángulo (°) de inclinación del trasdós del muro con respecto a la horizontal
 φ = ángulo (°) de rozamiento interno
 δ = ángulo (°) de rozamiento terreno-trasdós del muro
 i = ángulo (°) que forma el plano de la superficie del terreno del trasdós con la horizontal

Generalmente el ángulo de rozamiento terreno-trasdós del muro (δ) se puede considerar como $\varphi/2$ a $2\varphi/3$ (13) (23).

La presión máxima que ejerce el terreno sobre la estructura [3] sucede en el último tronco, el de la base (24):

$$P = \gamma \times H_{talud} \quad [3]$$

Donde:

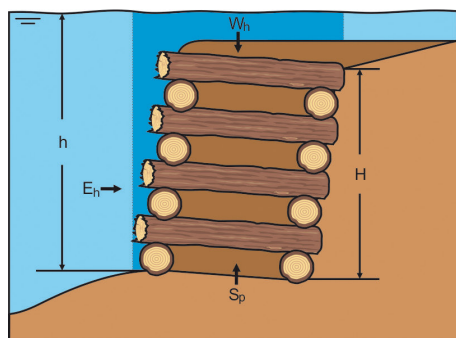
P = presión del terreno sobre el último tronco (kN/m²)
 γ = peso específico del terreno (kN/m³)
 H_{talud} = altura del talud (hasta la base) (m)

2.2. Consideraciones debidas al efecto del agua en el terreno

Si el aporte de agua (lluvia, infiltraciones, etc.) sobrepasa la capacidad de drenaje, el empuje se verá modificado, debiendo asumirse un valor superior pues el terreno estará saturado de agua. En general, la presión del agua puede ser considerada como nula si el material de relleno tiene buen drenaje (25) (tierra vegetal mezclada con gravas), pero tras un periodo de lluvias intenso o tras una crecida, el interior del muro estará saturado.

Durante una crecida, el empuje del agua (E_h) sobre la cara visible del muro contrarresta el efecto del empuje del terreno (Figura 3). Además si el agua sobrepasa la altura de la estructura, el peso del agua sobre éste (W_h) tiene un efecto estabilizador. Pero cuando las aguas bajan, el terreno se encuentra saturado. Entonces el muro trabaja en la condición más desfavorable. En estas circunstancias, se asume que el empuje del terreno es equivalente al empuje hidrostático actuando sobre el trasdós (24).

Al calcular el empuje hidrostático se pueden dar diferentes situaciones, en función de cómo se encuentre la lámina de agua (24) [4] y [5]:



$$\begin{aligned} \text{Si } h > H &\rightarrow E_h = \left(h - \frac{H}{2}\right) \cdot H \cdot \gamma_h \\ \text{con } G &= \frac{H \cdot (3 \cdot h - 2 \cdot H)}{3 \cdot (2 \cdot h - H)} \end{aligned} \quad [4]$$

$$\text{Si } h \leq H \rightarrow E_h = \frac{1}{2} \cdot \gamma_h \cdot h^2 \quad \text{con } G = \frac{H}{3} \quad [5]$$

Donde:

E_h = empuje hidrostático (kN/m)
 γ_h = peso específico del agua (kN/m³)
 H = altura del muro (m)
 h = altura de la lámina de agua (respecto a la base del muro) (m)
 G = punto de aplicación del empuje (distancia desde la base) (m)

Tras una crecida, la altura del muro afectado por el agua (h') siempre será menor o igual a la altura del muro, por lo que la expresión para el cálculo del empuje del terreno saturado de humedad será la [5].

Si el muro trabaja sumergido, aunque sea parcialmente, aparece un empuje ascensional denominado subpresión [6] que afecta a la estabilidad de la estructura (contrarrestando la acción estabilizadora del peso del muro) (26):

$$S_p = \frac{1}{2} \cdot h \cdot \gamma_h \cdot B \cdot K \quad [6]$$

Donde:

S_p = subpresión (kN/m²)
 h = altura de la lámina de agua (m)
 γ_h = peso específico del agua (kN/m³)
 B = anchura equivalente del muro (m) o longitud horizontal del tronco perpendicular al talud (Figura 2). Es el producto de la longitud del tronco por el coseno del ángulo que forma con la horizontal.
 K = factor de modificación dependiente de las características del terreno de apoyo (desde 0 si el terreno es impermeable hasta 1 si es muy permeable)

La subpresión es máxima durante una avenida, aunque el peso del terreno y del agua que puede gravitar sobre él (Figura 3, izquierda) la contrarrestan.

2.3. Cálculo de la tensión tractiva de la corriente

Si el muro está en la margen de un río, las crecidas originan un esfuerzo adicional a considerar denominado tensión tractiva o de arrastre de la corriente [7] (27):

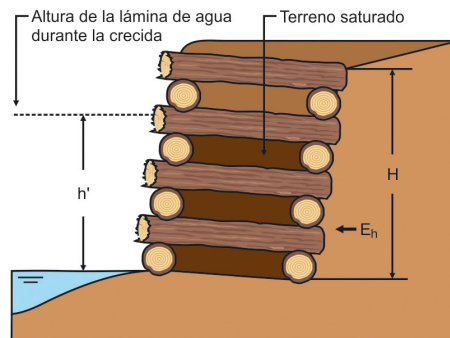


Figura 3. Diferentes situaciones de cálculo del empuje hidrostático.

$$\tau = \gamma_h \cdot R_h \cdot I \cdot c \quad [7]$$

Donde:

τ = tensión tractiva (kN/m²)

γ_h = peso específico del agua (kN/m³)

I = pendiente del lecho (m/m)

R_h = radio hidráulico (m), cociente entre el área mojada y el perímetro mojado de la sección del río

c = coeficiente de corrección

Es un esfuerzo cortante que actúa erosivamente sobre el contorno provocando un deslizamiento en el sentido de la corriente que tiende a desestabilizar la unión entre los troncos. En un río, la máxima tensión se da en el fondo, aproximándose al 100% del valor de la tensión tractiva ($c \approx 1$) cuanto más ancho es el canal (27) (Tabla 2). La máxima tensión en los taludes ocurre a una distancia del fondo de 0,1-0,2 veces de la profundidad y vale aproximadamente el 75% máxima ($c \approx 0,75$) con escasa influencia del ángulo del talud (27).

Tabla 2.

Valores del coeficiente de corrección «c» (27)
(siendo «b» la anchura del río e «y» la profundidad del agua respecto al lecho del río).

b/y	2	4	8
$\frac{\tau_{\text{fondo}}}{\gamma_h \cdot R_h \cdot I}$	0,89	0,97	0,99
$\frac{\tau_{\text{talud}}}{\gamma_h \cdot R_h \cdot I}$	0,74	0,75	0,76

2.4. Seguridad frente al vuelco

Es el cociente entre los momentos estabilizadores respecto al pie del muro (punto O, Figura 2 derecha) y los que provocan el vuelco. La acción del vuelco se debe a los empujes actuantes sobre el muro y la acción estabilizadora al peso propio del muro (19). Ésta es la forma característica de trabajo de las estructuras de gravedad.

Se dice que el muro es seguro frente al vuelco cuando el coeficiente de seguridad frente al vuelco (C_v) [8] es superior a 1,5 (24).

$$C_v = \frac{M_{\text{estabilizador}}}{M_{\text{vuelco}}} \geq 1,5 \quad [8]$$

La densidad global del muro (ρ_{muro}) se calculará a partir de la de los troncos que lo formen (ρ_k) y del material a utilizar en el relleno (ρ), en función del volumen de cada uno (V_{madera} , V_{relleno} y V_{total}) y teniendo en cuenta si el muro está o no saturado de agua [9].

$$\rho_{\text{muro}} = \frac{\rho_k \cdot V_{\text{madera}} + \rho \cdot V_{\text{relleno}}}{V_{\text{total}}} \quad [9]$$

2.5. Seguridad al deslizamiento

Las fuerzas horizontales (transversales y longitudinales) hacen que el muro tienda a deslizarse. Las verticales se oponen al deslizamiento. Lo que evita que el muro se deslice es el rozamiento entre éste y el terreno. Los pilotes metálicos colocados en la base (Figura 1) reducen el efecto del deslizamiento a favor de talud. La comprobación de deslizamiento ha de hacerse en el sentido longitudinal y transversal.

La relación entre las fuerzas resistentes y las actuantes o deslizantes, se conoce como factor de seguridad al deslizamiento C_d [10] y debe ser mayor de 1,5 (20) (21).

$$C_d = \frac{\mu \cdot R_y + c' \cdot B}{R_x} \geq 1,5 \quad [10]$$

Donde:

R_y = resultante de las fuerzas verticales (kN/m)

μ = coeficiente de fricción suelo-muro ($\mu = \tan \delta$) (rad)

c' = coeficiente de cohesión corregido (0,5-0,7 veces la cohesión del suelo de fundación) (kN/m²)

B = anchura equivalente del muro (m)

R_x = resultante de las fuerzas horizontales (kN/m)

2.6. Resistencia a la flexión de la madera

La resistencia de una madera a la flexión, es el esfuerzo que opone para modificar su forma y volumen. En una pieza flexada, las fibras situadas encima del eje longitudinal están sometidas a compresión y las de debajo a tracción. Para saber si la estructura es resistente, el último tronco de la base ha de soportar la flexión que produce el terreno (28) [11]:

$$\sigma_{md} \leq f_{md} \quad [11]$$

Donde:

σ_{md} = tensión de cálculo a flexión (N/mm²)

f_{md} = resistencia de cálculo a flexión (N/mm²)

La tensión de cálculo a flexión se calcula como [12]:

$$\sigma_{md} = \frac{M_d}{W_y} \quad [12]$$

Donde:

M_d = momento flector máximo que actúa sobre la sección (N·mm) [13] (para una viga biapoyada cargada uniformemente se produce en el centro del vano):

$$M_d = \frac{1}{8} \cdot P \cdot L_f^2 \quad [13]$$

Donde:

P = presión del terreno sobre el último tronco (N/mm)

L_f = longitud del tronco sometida a flexión (mm)

W_y = módulo resistente (mm³). Para una sección circular de diámetro D (en mm) [14]

$$W_y = \frac{\pi \cdot (D/2)^3}{4} \quad [14]$$

No se considera la reducción del cajeado sobre el tronco puesto que en la sección de unión con el tronco dispuesto perpendicularmente, la resistencia a flexión es mayor ya que se disminuye la longitud de los vanos y dicho tronco colabora con el anclaje (Figura 4a).

El valor de cálculo de la resistencia a flexión se define como (28) [15]:

$$f_{md} = K_{mod} \cdot \frac{f_{mk}}{\gamma_M} \quad [15]$$

Donde:

K_{mod} = factor de modificación (28)

γ_M = coeficiente parcial de seguridad (28)

f_{mk} = resistencia característica de la madera (N/mm²)

2.7. Cálculo de los anclajes

Los anclajes son los pilotes metálicos (barras de acero) que sujetan los troncos de la base (Figura 1). El sistema de cálculo para los anclajes se centrará en la verificación de los Estados Límites Últimos (ELU).

Como hipótesis de partida se asume que los troncos forman un sistema isostático, con distribución continua de carga y mecánicamente equivalente a una viga con una carga puntual aplicada en el centro, que es la que transmite el axil a la barra de anclaje. Además se supone que la deformación a flexión de los troncos es prácticamente nula al estar embebidos en tierra.

El trabajo de los pilotes es similar al de una armadura de acero. La diferencia entre las características mecánicas de las secciones en contacto obliga a introducir hipótesis y realizar simplificaciones para analizar su comportamiento y realizar su cálculo.

Al encontrarse el último tronco en contacto con el terreno, hemos de considerar la presión sobre éste que genera la estructura (capacidad portante del terreno), puesto que la base del muro transmite al suelo diferentes esfuerzos, cuya naturaleza y cuantía dependen de las combinaciones de carga (Figura 4c).

Para ello tenemos que calcular la fuerza que ejerce la estructura sobre el terreno [16] y la presión que le transmite [17] (29):

$$F = N \cdot \frac{8 \cdot e - 3 \cdot D}{8 \cdot d - D} \quad [16]$$

$$\sigma_c = \frac{N + F}{\frac{D}{4} \cdot L_t} \quad [17]$$

Donde:

F = Esfuerzo sobre cada barra de anclaje (kN)

σ_c = Presión que transmite la estructura al terreno (kN/m²)

N = esfuerzo axil o carga vertical sobre el último tronco (kN)

D = diámetro del tronco (m)

d = distancia desde el centro de gravedad del anclaje hasta el exterior del tronco (m) ($d \approx D$)

L_t = longitud de tronco entre dos anclajes (m)

e = excentricidad (m)

Para una distribución de tensiones constante la profundidad de la fibra neutra se establece en $D/4$ y la excentricidad, a fin de poder determinar dónde se encuentra la línea neutra del tronco y su contacto con el terreno, ha de ser [18]:

$$0 \leq e \leq \frac{D}{6} \quad [18]$$

Al realizarse el anclaje exterior al tronco y próximo a éste, podemos suponer que el valor del axil pasa por el núcleo central del tronco y que éste se encuentra en contacto con el terreno, luego la ley de presiones es trapezoidal, con un valor máximo y mínimo en los bordes del tronco.

Para comprobar la capacidad portante del terreno, ha de cumplirse que la presión que transmite la estructura al terreno sea menor o igual a la presión admisible del terreno, es decir, $\sigma_c \leq \sigma_{adm}$.

Una vez planteadas las hipótesis de partida y considerados los condicionantes que intervienen el cálculo, se procede al dimensionamiento de los sistemas de anclaje, suponiendo que éstos serán barras de acero.

Cada barra de acero ha de soportar una fuerza (F_R) resultante de los esfuerzos combinados de tracción, flexión y cortante a los que está sometida, además de evitar que pierda su función de anclaje (Figura 2). Para ello se llevarán a cabo las siguientes comprobaciones a ELU.

2.7.1. Verificación de los ELU de agotamiento por tensión

Las barras de acero deben soportar, sin arrancarse, una fuerza de tracción F^* (consecuencia de los momentos transmitidos al anclaje) y han de tener una sección suficiente (A_r) para verificar el ELU de agotamiento por tensión [19] (29):

$$\frac{F^*}{n} \leq F_T = 0,8 \cdot f_{yd} \cdot A_r \quad \rightarrow \quad A_r = \frac{F^*}{0,8 \cdot f_{yd} \cdot n} \quad [19]$$

Donde:

F^* = fuerza de tracción (N)

F_T = fuerza de agotamiento por tracción (N)

n = número de elementos de anclaje por tronco

A_r = área resistente de la barra utilizada en el anclaje (mm²)

f_{yd} = resistencia de cálculo del acero (N/mm²) [20] (30):

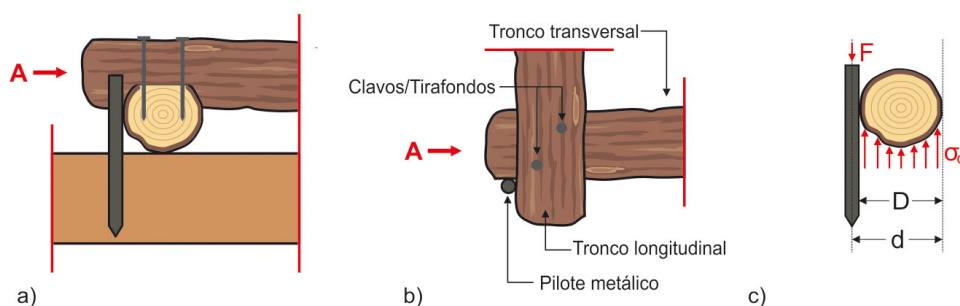


Figura 4. a) y b) Esquema de la unión con clavos y cajeado somero. c) Distribución de esfuerzos.

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad [20]$$

Donde:

f_{yk} = tensión del límite elástico del material base (N/mm²) (30)

γ_s = coeficiente parcial de seguridad del material para resistencia última ($\gamma_s = 1,15$)

Además, se ha de verificar que el agotamiento y el arranque de la barra se produzcan simultáneamente, para poder determinar una longitud mínima de la misma [21] (29):

$$L \cdot \varnothing \cdot \pi \cdot \tau_{bd} = 0,8 \cdot f_{yd} \cdot A_r \rightarrow L = \frac{0,8 \cdot f_{yd} \cdot A_r}{\varnothing \cdot \pi \cdot \tau_{bd}} \quad [21]$$

Donde:

L = longitud de la barra (mm)

\varnothing = diámetro de la barra (mm)

f_{yd} = resistencia de cálculo del acero (N/mm²)

τ_{bd} = tensión de adherencia (N/mm²), depende del tipo de barra de acero y del material en el que esté embebida (29):

– Barra lisa [22]:

$$\tau_{bd} = \frac{1,2}{\gamma_c} \cdot \sqrt{R_t} \quad [22]$$

– Barra corrugada [23]:

$$\tau_{bd} = \frac{\tau_{bu}}{1,6} \cdot \sqrt[3]{\left(\frac{R_t}{225}\right)^2} \quad [23]$$

Donde:

R_t = resistencia de proyecto del terreno (N/mm²) (20)

γ_c = coeficiente de seguridad (20)

τ_{bu} = tensión de rotura por adherencia (N/mm²) (30)

2.7.2. Verificación de los ELU de la unión

La fuerza de aplastamiento (F_A) que soportan los anclajes de los troncos al terreno viene determinada por [24]:

$$F_A = 3 \cdot \sigma \cdot \varnothing \cdot p \quad [24]$$

Donde:

σ = límite elástico de la barra de anclaje (N/mm²)

\varnothing = diámetro de la barra de anclaje (mm)

p = profundidad de hincado de la barra de anclaje (mm)

Se ha de verificar que la fuerza de aplastamiento es superior al cortante [25] que se produce en cada barra.

$$R_c = \frac{V}{n} \quad [25]$$

Donde:

R_c = resistencia a cortante (N/mm²)

V = reacción de las barras de anclaje (N/mm²)

n = número de elementos de anclaje por tronco

2.7.3. Verificación de los ELU de agotamiento de la barra de anclaje a cortante incluido el momento flector

La sollicitación de agotamiento de las barras de anclaje a flexión (F_F) se deduce a partir de la siguiente expresión [26]:

$$F_F = 1,07 \cdot N_o \cdot \mu_R \cdot n_s \quad [26]$$

Donde:

F_F = fuerza de agotamiento a flexión (N)

N_o = esfuerzo de la barra de anclaje (t)

μ_R = coeficiente de rozamiento (0,30)

n_s = número de secciones de contacto (en nuestro caso 1)

Es habitual que las barras de anclaje cumplan con el cortante solicitado: $F_F \geq R_c$. La sollicitación de agotamiento de las barras al momento flector es [27]:

$$F_F = N_o \quad [27]$$

La fuerza a la que está sometida cada barra de anclaje se calcula como [28]:

$$M = 2 \cdot F_{BA} \cdot L_f \rightarrow F_{BA} = \frac{M}{2 \cdot L_f} \quad [28]$$

Donde:

F_{BA} = fuerza a la que está sometida cada barra de anclaje (N)

M = momento flector (N·mm)

L_f = longitud del tronco sometida a flexión (mm)

Para que las barras de anclaje resulten válidas, se debe de cumplir que: $F_A \leq F_F$

2.8. Cálculo de los enlaces entre troncos

La estructura de troncos se coloca machihembrada afianzando las uniones, generalmente, mediante clavos con pretaladro (Figura 4).

El procedimiento de comprobación de las uniones de tipo clavija será el especificado por la normativa actual recogida en el CTE. Si se utiliza otro tipo de enlace (tirafondos, pernos, etc.) en el CTE viene descrito su planteamiento de cálculo.

El cálculo se basa en la determinación de los valores característicos a partir de las propiedades del material (resistencia al aplastamiento de la madera y momento plástico en la sección del medio de la unión) y de la geometría de la unión.

La resistencia al aplastamiento para unión tipo clavo en madera con pretaladro se calcula como [29] (28):

$$f_{h,k} = 0,082 \cdot (1 - 0,01 \cdot a) \cdot \rho_k \quad [29]$$

Donde:

$f_{h,k}$ = resistencia al aplastamiento de la pieza (N/mm²)

a = diámetro del clavo (mm)

ρ_k = densidad característica de la madera (kg/m³)

El momento plástico de una sección, en el caso de que la unión se haga mediante clavos redondos, se calcula a través de la siguiente expresión [30]:

$$M_{y,k} = \frac{f_a}{600} \cdot 180 \cdot a^{2,6} \quad [30]$$

Donde:

$M_{y,k}$ = momento plástico (N·mm)
 f_a = resistencia a la tracción del metal (N/mm)

Para el cálculo de la capacidad de carga en sollicitación de corte emplearemos uniones entre madera-madera de simple cortadura (28). Este procedimiento se basa en calcular los esfuerzos que soporta la unión [31] (ecuaciones de Johansen) y elegir el más bajo como valor mínimo que resiste un clavo. Se compara este valor con el esfuerzo que ha de soportar la unión para determinar el número mínimo de elementos de unión.

$$R_k = \min \left\{ \begin{array}{l} R_1 = f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot a \\ R_2 = f_{h,2,k} \cdot t_2 \cdot a \\ R_3 = \frac{f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot a}{1+\alpha} \cdot \left[\sqrt{\alpha+2 \cdot \alpha^2 \cdot \left(1+\frac{t_2}{t_1} + \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2 \right)} + \alpha^3 \cdot \left(\frac{t_2}{t_1} \right) - \alpha \cdot \left(1+\frac{t_2}{t_1} \right) \right] \\ R_4 = 1,05 \cdot \frac{f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot a}{2+\alpha} \cdot \left[\sqrt{2 \cdot \alpha \cdot (1+\alpha) + \frac{4,5 \cdot \alpha \cdot (2+\alpha) \cdot M_{y,k}}{f_{h,1,k} \cdot a \cdot t_1^2}} - \alpha \right] \\ R_5 = 1,05 \cdot \frac{f_{h,1,k} \cdot t_2 \cdot a}{1+2 \cdot \alpha} \cdot \left[\sqrt{2 \cdot \alpha^2 \cdot (1+\alpha) + \frac{4,5 \cdot \alpha \cdot (1+2 \cdot \alpha) \cdot M_{y,k}}{f_{h,1,k} \cdot a \cdot t_2^2}} - \alpha \right] \\ R_6 = 1,15 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot \alpha}{1+\alpha}} \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,k} \cdot f_{h,1,k} \cdot a} \end{array} \right. \quad [31]$$

Siendo R_1 , R_2 y R_3 expresiones que representan el fallo por agotamiento plástico de la madera (rasgadura o hienda) y R_4 , R_5 y R_6 las expresiones correspondientes a los fallos por agotamiento plástico de la madera más la aparición de rótulas plásticas en la clavija.

3. RESULTADOS DE APLICACIÓN

Datos de partida

Supongamos un talud en una margen erosionada de un río. Se pretende instalar un muro Krainer (doble pared) para su protección. El río tiene una anchura de $b = 9$ m con una profundidad respecto a la base del muro de 0,5 m y una pendiente del 1%.

El terreno de la orilla está conformado por gravas, arcillas y tierra vegetal, de densidad global $\rho = 1900$ kg/m³, coeficiente de rozamiento interno $\varphi = 35^\circ$ ($\delta = 2/3$ de φ), cohesión de 0,12 kg/cm² (factor de cohesión 0,6), coeficiente de modificación de la subpresión $K = 0,5$ y presión admisible del terreno 0,45 N/mm² (20).

Las dimensiones del muro son: altura $H = 2$ m (igual a la altura del talud), anchura equivalente $B = 1,5$ m (longitud de los troncos transversales $\approx 1,51$ m) y longitud igual a la del tramo erosionado. El talud formará $\beta = 75^\circ$ con respecto a la horizontal y en contrapendiente (θ) del 10%. La parte del terreno por encima del muro tiene una pendiente $i = 15^\circ$.

Los troncos del muro tendrán un diámetro $D = 0,25$ m. Serán de chopo de densidad 700 kg/m³ y clase resistente C18

($f_{mk} = 18$ N/mm²). Al ser madera maciza, clase de servicio 3 (exterior) y carga permanente, el coeficiente de modificación de la resistencia a flexión vale 0,5 y el coeficiente parcial de seguridad 1,3 (28). El material de relleno se considerará con una densidad similar a la del terreno.

Los pilotes de anclaje serán barras de acero corrugado B500S ($f_{yk} = 500$ N/mm²) de $\varnothing = 0,012$ m colocados cada metro lineal de estructura. Los clavos serán de acero ($f_a = 600$ N/mm) de diámetro 10 mm y longitud 375 mm.

a. Cálculo del empuje del terreno

Aplicamos las [1] y [2] para calcular el empuje activo del terreno en condiciones secas [32] y [33]:

$$K_a = \left[\frac{\frac{1}{\sin 75} \cdot \sin (75 - 35)}{\sqrt{\sin (75 + 23,3) + \sqrt{\frac{\sin (35 + 23,3) \cdot \sin (35 - 15)}{\sin (75 - 15)}}}} \right]^2 = 0,18 \quad [32]$$

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot 0,18 \cdot (1,9 \cdot 9,81) \cdot 2^2 = 6,66 \text{ kN/m} \quad [33]$$

b. Presión del terreno sobre el último tronco

La presión máxima que ejerce el terreno sobre el tronco de la base de la estructura se calcula a través de la [3], obteniendo [34]:

$$P = (1,9 \cdot 9,81) \cdot 2 = 37,28 \text{ kN/m}^2 \quad [34]$$

c. Empuje del terreno saturado de humedad

Consideramos una crecida de altura igual a la altura del muro ($y + h \approx H$) para asumir que, en condiciones de saturación, el empuje del terreno equivale al empuje hidrostático. En estas condiciones aplicamos la [5], obteniendo [35]:

$$E_{a,\text{saturado}} \approx E_h = \frac{1}{2} \cdot (1 \cdot 9,81) \cdot 2^2 = 19,62 \text{ kN/m} \quad [35]$$

d. Subpresión

La subpresión es máxima durante una avenida ($y + h \approx H$). Aplicamos la [5], obteniendo [36]:

$$S_p = \frac{1}{2} \cdot 2 \cdot (1 \cdot 9,81) \cdot 1,5 \cdot 0,5 = 7,36 \text{ kN} \quad [36]$$

e. Tensión tractiva o de arrastre de la corriente

En las condiciones más desfavorables de cálculo (crecida de $y + h \approx H$) aplicamos la [7] para el cálculo de la tensión tractiva de la corriente [37], consiguiendo el coeficiente «c» de la Tabla 2 ($b/h = 3,6 \rightarrow c \approx 0,75$) y calculando el radio hidráulico [38]:

$$\tau = (1 \cdot 9,81) \cdot 1,61 \cdot 0,01 \cdot 0,75 = 0,12 \text{ kN/m}^2 \quad [37]$$

$$R_h = \frac{A_m}{P_m} = \frac{b \cdot y}{b + 2 \cdot y} = \frac{9 \cdot (2 + 0,5)}{9 + 2 \cdot (2 + 0,5)} = 1,61 \text{ m} \quad [38]$$

f. Peso del muro

La densidad global del muro [9] se estima a partir de la de los troncos que lo forman y del terreno del relleno [39], en función de su proporción y en las condiciones más desfavorables (material de relleno seco). A partir de la densidad global estimamos el peso del muro [40]:

$$\rho_{muro} = \frac{\rho_k \cdot V_{madera} + \rho \cdot V_{relleno}}{V_{total}} = \frac{0,7 \cdot \left[2 \cdot \pi \cdot (0,25/2)^2 \cdot 1,5 \right] + 1,9 \cdot \left[0,25 \cdot 1,5 \cdot (1,5 - 0,25) \right]}{2 \cdot \pi \cdot (0,25/2)^2 \cdot 1,5 + 0,25 \cdot 1,5 \cdot (1,5 - 0,25)} = 1,61 \text{ t/m}^3 \quad [39]$$

$$W = H \cdot B \cdot (\rho_{muro} \cdot g) = 2 \cdot 1,5 \cdot (1,61 \cdot 9,81) = 47,47 \text{ kN/m} \quad [40]$$

g. Seguridad frente al vuelco

Viene dado por el cociente entre los momentos estabilizadores respecto al pie del muro y los que provocan el vuelco.

Momentos estabilizadores: peso seco del muro y componente vertical del empuje del terreno (bajo condiciones de suelo saturado) [41], [42] y [43].

$$M_{estabilizador} = W \cdot d_1 + E_{a,saturado,y} \cdot d_3 \quad [41]$$

$$M_{estabilizador} = W \cdot \left[\frac{B \cdot \cos \theta}{2} + \cos \theta \cdot \frac{H}{2} \cdot \tan \theta \right] + E_{a,saturado} \cdot \sin(\delta + \beta - 90) \cdot \left[\frac{H}{3} \cdot \tan(90 - \beta) \right] \quad [42]$$

$$M_{estabilizador} = 47,47 \cdot \left[\frac{1,5 \cdot \cos 5,71}{2} + \cos 5,71 \cdot \frac{2}{2} \cdot \tan 5,71 \right] + 19,62 \cdot \sin(23,3 + 75 - 90) \cdot \left[\frac{2}{3} \cdot \tan(90 - 75) \right] = 44,91 \text{ kN} \quad [43]$$

Momentos de vuelco: componente horizontal del empuje del terreno (bajo condiciones de suelo saturado) y la subpresión [44] y [45].

$$M_{vuelco} = E_{a,saturado,x} \cdot d_2 + S_p \cdot d_4 = E_{a,saturado} \cdot \cos(\delta + \beta - 90) \cdot \left(\frac{H}{3} \cdot B \cdot \sin \theta \right) + S_p \cdot \frac{B}{2} \quad [44]$$

$$M_{vuelco} = 19,62 \cdot \cos(23,3 + 75 - 90) \cdot \left(\frac{2}{3} \cdot 1,5 \cdot \sin 5,71 \right) + 7,36 \cdot \frac{1,5}{2} = 15,56 \text{ kN} \quad [45]$$

El coeficiente de seguridad frente al vuelco [8], toma el valor de [46]:

$$C_v = \frac{44,91}{15,56} = 2,89 \geq 1,5 \rightarrow \text{Cumple} \quad [46]$$

h. Seguridad al deslizamiento

Es la relación entre las fuerzas resistentes y las deslizantes. Se ha de comprobar el deslizamiento longitudinal y el transversal.

h.1. Seguridad al deslizamiento transversal

Fuerzas deslizantes: componente horizontal del empuje del terreno (bajo condiciones de suelo saturado).

Fuerzas resistentes: componente vertical del empuje del terreno (bajo condiciones de suelo saturado), peso del muro (relleno seco) y subpresión:

El coeficiente de seguridad al deslizamiento, según la [10], toma el valor de [47]:

$$C_d = \frac{\tan\left(\frac{2}{3} \cdot 35\right) \cdot (19,62 \cdot \sin(23,3 + 75 - 90) + 47,47 - 7,36) + (0,6 \cdot 1,2 \cdot 9,81) \cdot 1,5}{19,62 \cdot \cos(23,3 + 75 - 90)} = 1,50 \geq 1,5 \rightarrow \text{Cumple} \quad [47]$$

h.2. Seguridad al deslizamiento longitudinal

Fuerzas deslizantes: tensión de arrastre de la corriente (por m de longitud de muro).

Fuerzas resistentes: componente vertical del empuje del terreno (bajo condiciones de suelo saturado), peso del muro (relleno seco) y subpresión:

El coeficiente de seguridad al deslizamiento, según la [10], toma el valor de [48]

$$C_d = \frac{\tan\left(\frac{2}{3} \cdot 35\right) \cdot (19,62 \cdot \sin(23,3 + 75 - 90) + 47,47 - 7,36) + (0,6 \cdot 1,2 \cdot 9,81) \cdot 1,5}{0,12 \cdot 2} = 123,16 \geq 1,5 \rightarrow \text{Cumple} \quad [48]$$

i. Resistencia a flexión de la madera

La resistencia de cálculo a flexión de la madera [15], toma el valor de [49]:

$$f_{md} = 0,5 \cdot \frac{18}{1,3} = 6,92 \text{ N/mm}^2 = 6923,08 \text{ kN/m}^2 \quad [49]$$

La tensión de cálculo a flexión, se calcula mediante [12], [13] y [14]. La longitud sometida a flexión será la longitud del tronco comprendida entre dos barras de acero. Como se dispondrá de una barra cada metro de anchura, la tensión de cálculo a flexión es de [50]:

$$\sigma_{m,d} = \frac{\frac{1}{8} \cdot (37,28 \cdot 10^{-3}) \cdot 1 \cdot 1^2}{\frac{\pi \cdot \left[(0,25 \cdot 10^{-3}) / 2 \right]^3}{4}} = 3,04 \text{ N/mm}^2 = 3037,69 \text{ kN/m}^2 \leq f_{md} \rightarrow \text{Cumple} \quad [50]$$

j. Presión que transmite la estructura al terreno

Para calcular la presión que transmite la estructura al terreno utilizamos las [16] y [17], considerando el esfuerzo axil (N) como la suma del peso de la estructura y la componente vertical del empuje (bajo condiciones de suelo saturado) y la excentricidad como D/6 [51] y [52]. Esta ha de ser menor o igual a la presión admisible:

$$F = \left[47,47 + 19,62 \cdot \sin(23,3 + 75 - 90) \right] \cdot \frac{8 \cdot \frac{0,25}{6} - 3 \cdot 0,25}{8 \cdot \left(\frac{0,012}{2} + 0,25 \right) - 0,25} = -11,66 \text{ kN} \quad [51]$$

$$\sigma_c = \frac{\left[47,47 + 19,62 \cdot \sin(23,3 + 75 - 90) \right] + (-11,66)}{\frac{0,25}{4} \cdot 2} = 412,35 \text{ kN/m}^2 \leq \sigma_{adm} \rightarrow \text{Cumple} \quad [52]$$

k. Dimensionado de la barra de acero

Al estar el último tronco en contacto con el terreno, el muro se comporta como una estructura empotrada en su base y libre en la cabeza. Al presentar una discontinuidad en su desarrollo vertical, aunque existe un empuje lateral, puede no considerarse para el cálculo de la longitud del anclaje pero sí en la unión de los troncos.

Para el cálculo de la longitud mínima de las barras de acero, hemos de aplicar las ecuaciones [19], [20], [21] y [23], considerando que la fuerza de tracción (F^*) será la acción conjunta de la tensión tractiva de la corriente y el empuje del terreno (bajo condiciones de suelo saturado) [53].

Como son perpendiculares entre sí será necesario hacer el cálculo en cada eje, aunque al estar uno más desfavorecido que el otro, realizaremos los cálculos sobre el más desfavorable, el del empuje del terreno. Así, tenemos que a través de las ecuaciones [53], [54], [55] y [56], podemos determinar una longitud mínima de la barra [57]:

$$F^* = (19,62 \cdot 1) \cdot 10^3 = 19620,00 \text{ N} = 19,62 \text{ kN} \quad [53]$$

$$f_{yd} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \text{ N/mm}^2 = 434782,61 \text{ kN/m}^2 \quad [54]$$

$$A_r = \frac{19620,00}{0,8 \cdot 434,78 \cdot 1} = 56,41 \text{ mm}^2 = 56,41 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2 \quad [55]$$

$$\tau_{bd} = \frac{85,95}{1,6} \cdot \sqrt[3]{\left(\frac{0,2}{225} \right)^2} = 0,50 \text{ N/mm}^2 = 496,60 \text{ kN/m}^2 \quad [56]$$

$$\tau_{bu} = 85,95 \text{ N/mm}^2 = 85946,67 \text{ kN/m}^2 \text{ (en (28): } 8 \text{ mm} \leq \varnothing \leq 32 \text{ mm} \rightarrow \tau_{bu} = 12,74 - 0,19 \cdot \varnothing \text{ N/mm}^2)$$

$$L = \frac{0,8 \cdot 434,78 \cdot 56,41}{0,012 \cdot \pi \cdot 0,50} = 1048,00 \text{ mm} \rightarrow L_{\min} = 1,048 \text{ m} \quad [57]$$

Es una longitud adecuada aunque es menor a las que normalmente se recomiendan (1,5 a 2 m).

l. Cálculo de las uniones

La resistencia al aplastamiento se calcula mediante la [29], obteniendo [58] y [59]:

$$f_{h,k} = 0,082 \cdot (1 - 0,01 \cdot 10) \cdot 269,23 = 19,87 \text{ N/mm}^2 = 19869,23 \text{ kN/m}^2 \quad [58]$$

$$\rho_k = 0,5 \cdot \frac{700}{1,3} = 269,23 \text{ kg/m}^3 = 0,30 \text{ t/m}^3 \quad [59]$$

El momento plástico de la sección se calcula según la [30], obteniendo [60]:

$$M_{y,k} = \frac{600}{600} \cdot 180 \cdot 10^{2,6} = 71659,29 \text{ N} \cdot \text{mm} = 0,07 \text{ kN m} \quad [60]$$

Cálculo de las ecuaciones de Johansen [31], para el que hacemos las siguientes consideraciones:

$f_{h,1,k} = f_{h,2,k}$ pues ambas piezas nir son del mismo material e iguales dimensiones. Por tanto $\beta = f_{h,2,k}/f_{h,1,k} = 1$
 $K_{cal} = 1,5$ para fustes no lisos (28)
 $t_1 = D$ (atraviesa completamente la madera) y $t_2 = D/2$ (sólo la mitad)

Así, tenemos que las ecuaciones de Johansen son [61], [62], [63], [64], [65] y [66]:

$$R_1 = 19,87 \cdot 250 \cdot 10 = 49673,08 \text{ N} = 49,67 \text{ kN} \quad [61]$$

$$R_2 = 19,87 \cdot 125 \cdot 10 = 24836,54 \text{ N} = 24,84 \text{ kN} \quad [62]$$

$$R_3 = \frac{19,87 \cdot 250 \cdot 10}{1+1} \cdot \left[\sqrt{1+2 \cdot 1^2 \cdot \left(1 + \frac{125}{250} + \left(\frac{125}{250} \right)^2 \right)} + 1^3 \cdot \left(\frac{125}{250} \right)^{-1} \cdot \left(1 + \frac{125}{250} \right) \right] = 18281,38 \text{ N} = 18,28 \text{ kN} \quad [63]$$

$$R_4 = 1,05 \cdot \frac{19,87 \cdot 250 \cdot 10}{2+1} \cdot \left[\sqrt{2 \cdot 1 \cdot (1+1) + \frac{4,5 \cdot 1 \cdot (2+1) \cdot 71659,29}{19,87 \cdot 10 \cdot 250^2}} - 1 \right] = 16914,07 \text{ N} = 16,91 \text{ kN} \quad [64]$$

$$R_5 = 1,05 \cdot \frac{19,87 \cdot 125 \cdot 10}{1+2 \cdot 1} \cdot \left[\sqrt{2 \cdot 1^2 \cdot (1+1) + \frac{4,5 \cdot 1 \cdot (1+2 \cdot 1) \cdot 71659,29}{19,87 \cdot 10 \cdot 125^2}} - 1 \right] = 8980,57 \text{ N} = 8,98 \text{ kN} \quad [65]$$

$$R_6 = 1,15 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot 1}{1+1}} \cdot \sqrt{2 \cdot 71659,29 \cdot 19,87 \cdot 10} = 9205,15 \text{ N} = 9,21 \text{ kN} \quad [66]$$

Por tanto, el esfuerzo mínimo será [67]:

$$R_{k,\min} = R_5 = 8980,57 \text{ N} = 8,98 \text{ kN} \quad [67]$$

El esfuerzo que ha de soportar la unión será la suma de la tensión tractiva de la corriente más el empuje del terreno (bajo condiciones de suelo saturado). Al ser perpendiculares comprobaremos únicamente el eje más desfavorecido, correspondiente al del empuje del terreno [68].

$$Q = (19,62 \cdot 1) \cdot 10^3 = 19620,00 \text{ N} = 19,62 \text{ kN} \quad [68]$$

Por tanto, el número de clavos necesario por unión será [69]:

$$N = \frac{Q}{R_{k,\min}} = \frac{19620,00}{8980,57} \approx 3 \text{ clavos} \quad [69]$$

Los clavos han de disponerse de tal forma que el eje que los una no se encuentre nunca paralelo a las fibras, evitando así que puedan ocasionar hiendas en el tronco.

4. CONSIDERACIONES FINALES

Mediante la utilización de entramados de madera con vegetación o muros Krainer se consigue una estabilización de taludes y márgenes más duradera e integrada que con técnicas puramente constructivas, pues toda la estructura queda sustituida por vegetación, siendo el sistema radical de las plantas el que funciona como elemento estabilizador del terreno a medio y largo plazo.

Con este trabajo, se plantean unas directrices de cálculo para asegurar la estabilidad y resistencia de estos muros, puesto que, en general, el fallo asociado a su empleo radica en un diseño sin cálculos, una deficiente ejecución, una ubicación inadecuada o en la falta de arraigo de la vegetación.

Esta clase de muros se puede considerar como muros de contención de gravedad. La base del cálculo de su estabilidad se centra en la determinación de las tensiones admisibles, comprobándose la seguridad frente al deslizamiento, vuelco y resistencia a flexión, además del cálculo de los anclajes y uniones.

Para la determinación de las solicitaciones de cálculo existen diversas metodologías, siendo, en el caso de los empujes de tierras, la teoría de Coulomb la más frecuentemente utilizada y recomendada.

Puesto que se trata de un muro de gravedad, el cálculo de la densidad global es importante, estimándose a partir de la de los materiales que lo forman, su proporción y las condiciones de humedad.

Las condiciones más desfavorables de trabajo ocurren cuando el interior del muro está saturado de agua y el empuje del terreno se incrementa, considerándose éste equivalente al empuje hidrostático. En el caso de que el muro trabaje sumergido, aparece un empuje ascensional o subpresión que afecta a la estabilidad de la estructura. No obstante, se ve contrarrestado por el peso del agua sobre el muro.

El cálculo de los anclajes es similar al de una armadura de acero, siendo diferentes las características mecánicas de las secciones en contacto y las hipótesis de partida. Se ha de considerar la presión que genera la estructura sobre el terreno, teniendo que ser ésta menor o igual a la presión admisible. Para el cálculo de las barras de anclaje hemos de verificar los ELU para poder determinar unas dimensiones mínimas de las mismas.

El cálculo y comprobación de los enlaces es necesario para poder prevenir los diferentes fallos que se pueden dar (rotura de la madera y de la clavija) provocados por la acción conjunta del empuje activo del terreno y de la tensión tractiva de la corriente.

Hay que tener en cuenta, que la estabilidad y resistencia reales serán mayores a las estimadas, pues no se tiene en cuenta la protección de escollera en la primera fila en el caso de que la estructura funcione como defensa de la ribera. Por lo tanto, la estructura se sobredimensiona a favor de la seguridad.

Por último, resaltar la necesidad de un seguimiento de las estructuras ejecutadas, para comprobar que las hipótesis de trabajo del muro y el dimensionamiento resultante son adecuadas y que las variaciones de las secciones de emplazamiento como consecuencia del dinamismo natural del medio, no supongan una variación de las solicitaciones a las que se hallan sometidos, pues la estabilidad del talud es proporcionada por el muro en los dos primeros años. A partir de entonces será el entramado radicular de los elementos vegetales vivos los encargados de mantener la estabilidad del talud.

REFERENCIAS

- (1) Zeh, H. (2007). *Ingenieurbiologie. Handbuch Bautypen*. p. 448, Zürich: Europäische Föderation für Ingenieurbiologie, Verein für Ingenieurbiologie.
- (2) Schiechtl, H.M. (1985). Manual de ordenación de cuencas hidrográficas: estabilización de laderas con tratamientos del suelo y la vegetación. *Guía FAO: Conservación*, 13/1, p. 65. Roma.
- (3) COITAPAC. (1998). *Norma Tecnológica de Jardinería y Paisajismo. Obras de Bioingeniería. Técnicas de Restauración de Taludes*. NTJ 12 S (Parte 2). p. 42, Barcelona.
- (4) Franch, M. (1993). Experiencias de tratamiento de márgenes de carreteras en la Comunidad de Madrid. *Informes de la Construcción*, 45(425-426): 95-103, doi: <http://dx.doi.org/10.3989/ic.1993.v45.i425-426.1186>.
- (5) García, J., Carreras, C., Orti, M. (1993). Instalación de cubierta vegetal en taludes de obras en zonas áridas. *Informes de la Construcción*, 45(425-426): 85-93, doi: <http://dx.doi.org/10.3989/ic.1993.v45.i425-426.1185>.
- (6) Gray, D.H., Sotir, R.S. (1995). *Biotechnical and soil bioengineering slope stabilization*. New York: J. Wiley & Sons, Inc.
- (7) Palmeri, F. (2001). *Manual de Técnicas de Ingeniería Naturalística en Ámbito Fluvial*. p.182, Vitoria-Gasteiz: Departamento de Transportes y Obras Públicas - Gobierno Vasco.
- (8) AEIP. (1998). *Técnicas de Ingeniería Biológica en la Restauración del Paisaje*. Curso Pagoeta-Fichas técnicas, p.124. Guipúzcoa: Departamento de Ordenación del Territorio, Vivienda y Medio Ambiente - Gobierno Vasco.
- (9) Princes Risborough Laboratory. (1976). Resultados de los ensayos de durabilidad natural de la madera. *AiTİM*, vol. 78 (marzo/abril).
- (10) Steve, P.E., MacKay, K., Stokes, J. (2006). Bioengineered structure performance in riverine systems: review of the Gualupe Creek Restoration Project five years after construction. *Ecesis. Quarterly Newsletter of the California Society for Ecological Restoration*, 16(2): 4-6.

- (11) Anta, A., Castro, M.E. (2011). Experiencias de restauración fluvial con técnicas de bioingeniería en las cuencas de los ríos Miño, Sil y Limia. En *I Congreso Ibérico de Restauración Fluvial Restauraríos*, (pp. 260-267). León.
- (12) MAGRAMA. (2012). *Restauración del espacio fluvial. Criterios y experiencias en la Cuenca Duero*. p.480, Madrid: Ministerio de Agricultura, Alimentación y Medio Ambiente - Secretaría General Técnica.
- (13) Florineth, F. (1993). Obras de Ingeniería Biológica en los Alpes (Italia). En *1as Jornadas de Ingeniería del Paisaje. Libro de Ponencias*, (p. 103), Vitoria-Gasteiz: Departamento de Agricultura y Pesca - Gobierno Vasco.
- (14) Li, M-H. (2006). Learning from streambank failures at bridge crossings: A biotechnical streambank stabilization project in warm regions. *Landscape and Urban Planning*, 77(4): 343-358, doi: <http://dx.doi.org/10.1016/j.landurbplan.2005.04.006>.
- (15) Martínez, D.E., Díaz, M. (2011). Metodología de selección de técnicas de bioingeniería y dimensionamiento de estructuras en proyectos de restauración de ríos. En *I Congreso Ibérico de Restauración Fluvial Restauraríos*, (pp. 226-233). León.
- (16) Johnson, P.A., Tereska, R.L., Brown, E.R. (2002). Using technical adaptive management to improve design guidelines for urban instream structures. *Journal of the American Water Resources Association*, 38(4): 1143-1152, doi: <http://dx.doi.org/10.1111/j.1752-1688.2002.tb05552.x>.
- (17) López, R. (2011). Técnicas de bioingeniería empleadas por la Confederación Hidrográfica del Duero para la estabilización de márgenes en el río Támega a su paso por el Concello de Verín (Ourense). En *I Congreso Ibérico de Restauración Fluvial Restauraríos*, (pp. 809-810). León.
- (18) Eddleman, K.E., Li, M-H. (2002). Biotechnical engineering as an alternative to traditional engineering methods. A biotechnical streambank stabilization design approach. *Landscape and Urban Planning*, 60(4): 225-242, doi: [http://dx.doi.org/10.1016/S0169-2046\(02\)00057-9](http://dx.doi.org/10.1016/S0169-2046(02)00057-9).
- (19) Santamaría, J., Ballester, F., Álvarez, C.M. (1997). *Tipología de muros de carreteras*. p. 85, Madrid: Ministerio de Fomento - Dirección General de Carreteras.
- (20) CTE DB SE-C. (2009). *Código Técnico de la Edificación. Documento Básico. Seguridad Estructural. Cimientos*. p. 164, Madrid.
- (21) Dirección General de Carreteras. (2009). *Guía de cimentaciones en obras de carreteras*. p. 304, Madrid: Ministerio de Fomento.
- (22) Rico, A., Del Castillo, H. (1976). *La ingeniería de suelos en las vías terrestres. Carreteras, ferrocarriles y aeropistas*. Volumen 1, p. 459, México: Editorial Limusa.
- (23) Barros, J. (1991). *Muros de Contención*. p. 208, Perú: Ediciones CEAC.
- (24) Suárez, L.M. (1993). *Presas de corrección de torrentes y retención de sedimentos*. p. 506, Venezuela: Ministerio del Ambiente y de los Recursos Naturales Renovables.
- (25) Suárez, J. (2009). *Deslizamientos: técnicas de remediación*. Volumen 2, p. 417, Bucaramanga (Colombia): Servicio de Publicaciones de la Escuela de Ingeniería Civil - Universidad Industrial de Santander.
- (26) López, F. (1988). *Corrección de torrentes y estabilización de cauces*. p. 182, Roma: FAO.
- (27) Martín, J.P. (2002). *Ingeniería de ríos*. p. 331, Barcelona: Alfaomega Grupo Editor - Universitat Politècnica de Catalunya.
- (28) CTE DB SE-M. (2009). *Código Técnico de la Edificación. Documento Básico. Seguridad Estructural. Madera*. p. 132, Madrid.
- (29) Garcimartín, M. A. (2000). *Edificación agroindustrial: estructural metálicas*. p. 478, Madrid: Ediciones Mundi - Prensa.
- (30) EHE-o8. (2008). *Instrucción de hormigón estructural*. p. 722, Madrid: Ministerio de Fomento.

* * *